

AYUDAS GRÁFICAS PARA LA DETERMINACIÓN DE DERIVAS EN EDIFICIOS DE MUROS PORTANTES DE MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL¹

Fabio Hoyos Toro² y Gilberto Areiza Palma³

Resumen: El sistema de muros portantes de mampostería estructural ha sido extensamente utilizado en Colombia en los últimos años en la construcción de edificios entre 5 y 10 pisos destinados a vivienda. El método de análisis estructural más empleado sólo permite obtener los esfuerzos de diseño en los elementos que forman el sistema estructural resistente a cargas laterales, teniendo que recurrir al uso de programas de análisis estructural para determinar las deformaciones elásticas laterales de la estructura. El presente artículo expone la metodología desarrollada, así como los resultados obtenidos del análisis sísmico realizado a 8 tipos de edificios de muros portantes de mampostería estructural. Como resultado se presentan las diferentes ayudas gráficas que correlacionan las derivas de piso con: (1) el índice de muros, (2) la rigidez de piso aportada por los muros y, (3) la relación $\sum I_i / A$ siendo I_i el momento de inercia de cada muro i calculado con respecto al eje al cual se produce la flexión y A es el área total del piso en consideración.

Palabras Claves: cálculo de derivas, diseño de edificios de mampostería, índice de muros, muros portantes de mampostería.

GRAPHIC AIDS FOR THE DETERMINATION OF DRIFT VALUES ON BUILDINGS WITH MASONRY WALLS

Abstract: The structural system formed by masonry walls has been extensively used in Colombia during the last years for the construction of buildings with 5 and 10 stories used for housing. The method of structural analysis more frequently used only allows one to determine the design stresses acting on the structural elements that resist the lateral loads. In order to determine the lateral elastic displacements, the designer has to use structural analysis computer programs. The present paper explains the methodology developed as well as the results obtained of the seismic analysis performed using 8 types of buildings with masonry walls. The results presented consist in graphical aids which correlate the lateral story drifts with: (1) the wall index, (2) the story stiffness of the walls and, (3) the relationship $\sum I_i / A$, where I_i is the moment of inertia of each wall with respect to the flexural axis and A is the total area of the floor under consideration.

Keywords: design of masonry buildings, drift calculation, masonry walls, wall index.

ANTECEDENTES Y ALCANCES

Los fabricantes de ladrillos y bloques de mampostería estructural han elaborado tablas de diseño con el fin de ayudar a diseñadores estructurales en las dispendiosas tareas que se requiere realizar y de esta manera lograr una mayor difusión entre los constructores de este sistema estructural en nuestro medio (Ladrillera Santa Fé, 2001). Sin embargo, estas ayudas son limitadas y no cuentan con la generalidad suficiente que permita ser aplicadas en gran parte de los casos. Desarrollar ayudas que permitan determinar fácilmente los desplazamientos laterales a través de las propiedades geométricas y mecánicas del edificio facilitaría complementar los métodos de análisis simplificados para el diseño de estructuras de muros portantes de mampostería estructural. El desarrollo del actual proyecto se llevó a cabo a partir de 8 modelos de edificios tipo, seleccionados con características geométricas y números de piso definidos y sin tener en cuenta el efecto de la cimentación. El tipo de muros utilizados en la elaboración de los análisis corresponde al de

¹ Artículo recibido el 1 de diciembre de 2005 y en forma revisada el 30 de marzo de 2006.

² Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad del Valle, Cali – Colombia. E-mail: fabihoto98@yahoo.com.

³ Profesor de Ingeniería Civil, Universidad del Valle, Cali – Colombia. E-mail: gareiza@univalle.edu.co.

mampostería reforzada y parcialmente reforzada de perforación vertical, con bloques de arcilla y concreto, según las disposiciones impuestas por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98, 1997).

METODOLOGÍA

Se seleccionaron 8 plantas tipo, con una configuración similar a las que se encuentra en el medio para estructuras de muros portantes de mampostería estructural, con alturas de 4, 7, 10 y 13 pisos más cubierta. Cada estructura cuenta con una distribución en planta distinta, con áreas de piso que van desde los 92 m² hasta los 220 m², luces del orden de 3.00 m y una altura de entrepisos de 2.40 m en todos los niveles. Los sistemas de entrepiso y las cubiertas consistieron en losas macizas de concreto reforzado de 10 cm de espesor.

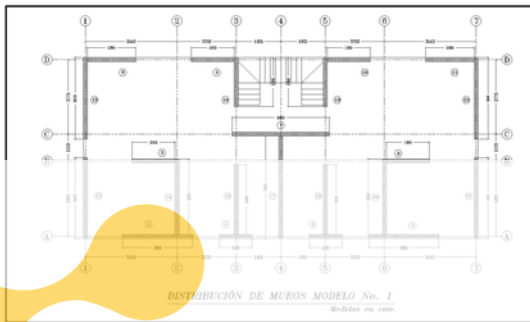


Figura 1: Planta tipo 1.

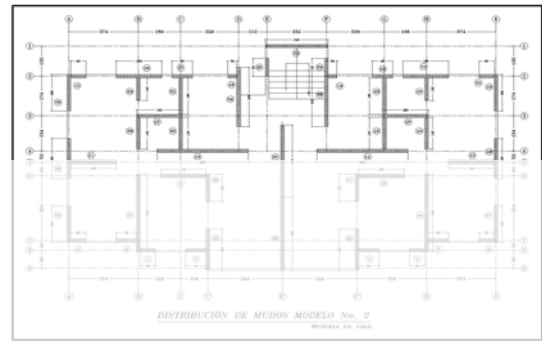


Figura 2: Planta tipo 2.

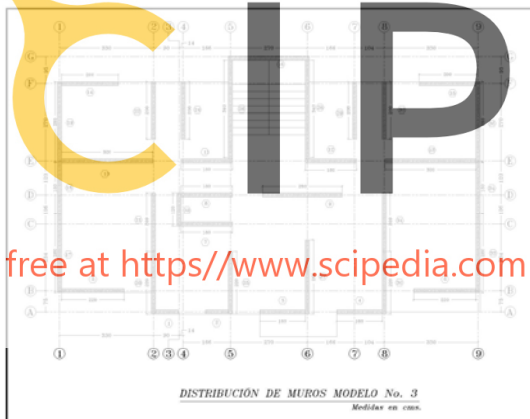


Figura 3: Planta tipo 3.

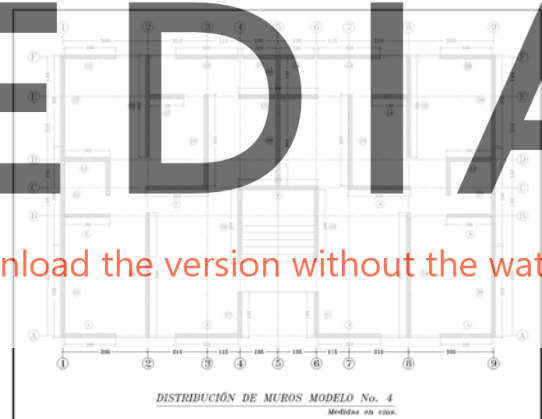


Figura 4: Planta tipo 4.

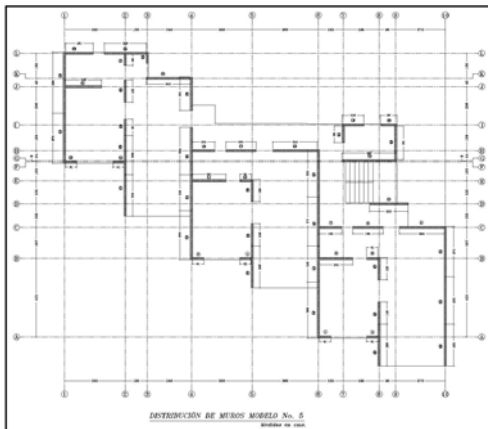


Figura 5: Planta tipo 5.

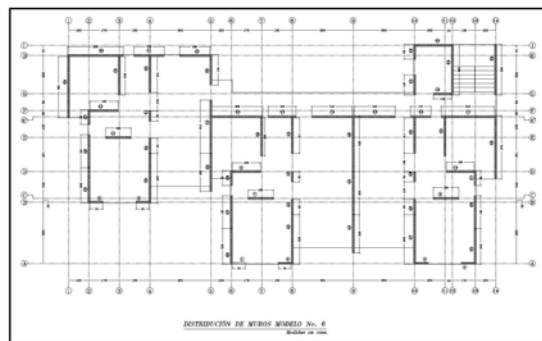


Figura 6: Planta tipo 6.

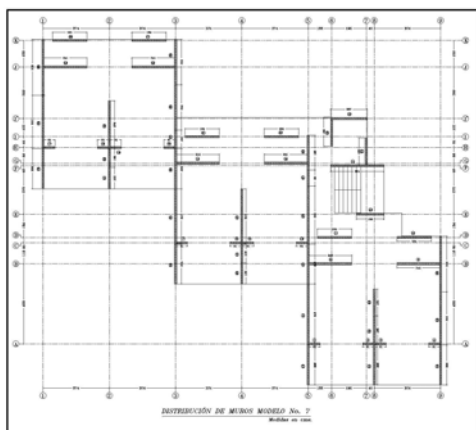


Figura 7: Planta tipo 7.

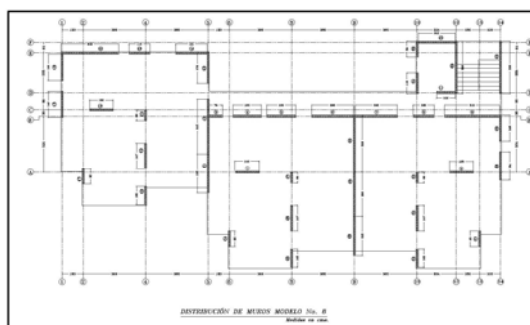


Figura 8: Planta tipo 8.

El uso de estas edificaciones se consideró de tipo residencial, por tanto el avalúo de cargas (ver Tabla 1) corresponde al caso típico de un edificio de apartamentos.

Tabla 1: Avalúo de cargas.

CARGA DE ENTREPISOS	
CARGA MUERTA	450 Kg/m²
Peso propio	240 Kg/m ²
Acabados	150 Kg/m ²
Otras cargas	60 Kg/m ²
CARGA VIVA (NSR-98 B.4.2)	180 Kg/m²
CARGA DE CUBIERTA	
CARGA MUERTA	350 Kg/m²
Peso propio	240 Kg/m ²
Impermeabilización	55 Kg/m ²
Otras cargas	40 Kg/m ²
CARGA VIVA (NSR-98 B.4.2)	180 Kg/m²

El análisis sísmico realizado corresponde al método del Análisis Dinámico Modal Espectral, aplicando el procedimiento SRSS para la combinación de la respuesta modal y usando como excitación el espectro del Título A de la Norma NSR-98. Para garantizar su correcta utilización, se verificó en cada caso que se excitara al menos el 90% de la masa total de la edificación, y que la cortante en la base sea igual al 80% de la cortante que se obtendría utilizando el método de la Fuerza Horizontal Equivalente (ver artículo A.5.4.5 de la Norma NSR-98, (NSR-98, 1997)). La estructura se modeló en el programa comercial de elementos finitos ETABS (Computers & Structures, 2002). Los muros se modelaron como elementos de cáscara (*shell*) tipo membrana, elementos que responden a la metodología empleada en el análisis de este tipo de estructuras.

Cada modelo se analizó con diferentes espectros de diseño, resultado de la variación de los parámetros de los movimientos sísmicos de diseño especificados en la norma NSR-98, tales como aceleración pico efectiva A_a y el coeficiente de sitio S . Los efectos de variar estos parámetros en los espectros se muestran en las Figuras 9 y 10.

La distribución en planta de los muros de las edificaciones se conservó en todos los niveles, realizándose sólo cambios a través de la variación de los espesores de los muros y los módulos de elasticidad. Los espesores y los módulos de elasticidad se variaron de la siguiente manera en los modelos:

- 8 modelos con muros de 12 cm de espesor y módulos de elasticidad variables de 50.000 Kg/cm², 75.000 Kg/cm² y 100.000 Kg/cm² para un total de 24 análisis para un número de pisos definido.

- 8 modelos con muros de 14 cm de espesor y módulos de elasticidad variables de 50.000 Kg/cm², 75.000 Kg/cm² y 100.000 Kg/cm² para un total de 24 análisis para un número de pisos definido.
- 8 modelos con muros de 19 cm de espesor y módulos de elasticidad variables de 50.000 Kg/cm², 75.000 Kg/cm² y 100.000 Kg/cm² para un total de 24 análisis para un número de pisos definido.

En total y para cada modelo según el número de pisos (4, 7, 10 y 13 pisos), se analizaron 288 modelos. Se analizaron adicionalmente 24 modelos en los cuales se reducían los espesores de los muros en altura, práctica usual en el diseño de edificaciones de mampostería. Esto se hizo para considerar el efecto de dicha variación en los valores de deriva y periodos de vibración en las estructuras.

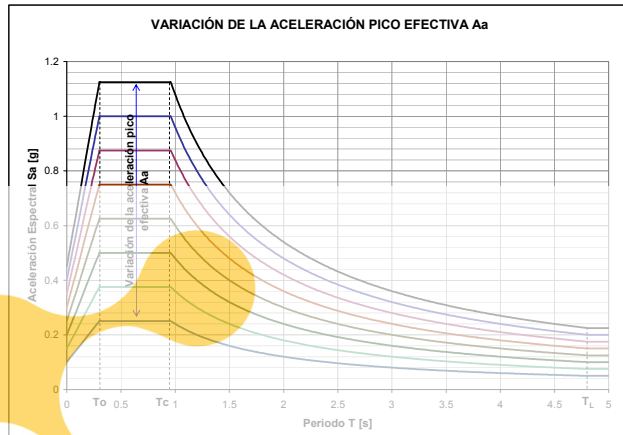


Figura 9: Efecto de la variación de A_a en el espectro.

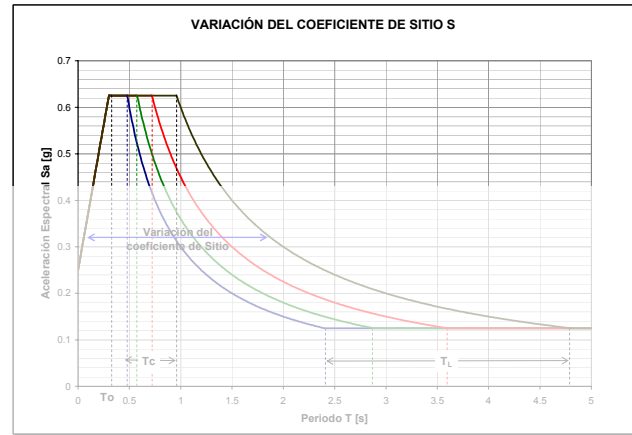


Figura 10: Efecto de la variación de S en el espectro.

TRABAJO REALIZADO

En los gráficos que se presentan a continuación se incluyen los resultados de los cálculos de derivas y periodos de vibración a los 288 modelos descritos anteriormente. Al considerar los muros se ha evitado la inclusión de aquellos de dimensiones muy grandes, estableciendo juntas de control de tal modo que su dimensión máxima sea del orden de 3.50 m.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

Las figuras presentan la deformación lateral máxima de cada uno de los modelos analizados en función de la rigidez, el índice de muros $\Sigma A_i/A$ y la relación $\Sigma I_i/A$. Los valores de la deriva han sido calculados para diferentes condiciones, que incluyen la variación de diferentes parámetros tales como el coeficiente de sitio S , la aceleración pico efectiva A_a , el espesor de los muros t y el módulo de elasticidad E_m . Las figuras que correlacionan desplazamientos en función de la rigidez, el índice de muros $\Sigma A_i/A$ y la relación $\Sigma I_i/A$ corresponden a los valores de desplazamiento obtenidos para cargas sísmicas aplicadas al centro de rigidez, es decir, no se tuvo en cuenta el efecto de la torsión accidental ni la torsión directa para la elaboración de estos gráficos, ya que, estas condiciones varían para cada estructura en particular. El valor total de la deriva se puede ajustar con la Figura 25 que correlaciona un aumento en el valor de las deformaciones de acuerdo al grado de excentricidad que presente cada tipo de estructura.

GRÁFICO DE DERIVA VERSUS RIGIDEZ DE PISO

Se muestran a continuación cuatro gráficos correspondientes a cada coeficiente de sitio utilizado para el cálculo de los desplazamientos máximos en cada modelo, en función de la rigidez de piso. La rigidez de piso se calculó a partir del modelo comúnmente utilizado (ICPC, 2003), en el cual se considera que el muro está empotrado en la base con restricción al giro en el extremo superior, pero con libertad de desplazamiento lateral en dicho borde (véase la Figura 11).

La rigidez de cada muro i se obtiene como:

$$R_i = \frac{P}{\Delta_T} \quad (1)$$

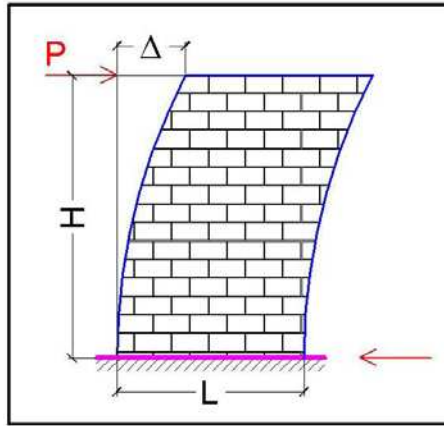


Figura 11: Deformación de un muro en voladizo.

donde Δ_T es la deformación total del muro sumando la deformación por flexión Δ_F y por corte Δ_V :

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_V \quad (2)$$

$$\Delta_T = \frac{PH^3}{3EI} + 1.2 \frac{PH}{GA} \quad (3)$$

El módulo de corte, G, está dado por:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} \approx 0.4E \quad (4)$$

Entonces la deformación total del muro será:

$$\Delta_T = PH \left(\frac{1}{3E \left(\frac{t \cdot L^3}{12} \right)} + \frac{1}{0.4E \cdot t \cdot L} \right) \quad (5)$$

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

Reemplazando la ecuación (5) en la (1) se obtiene la siguiente expresión para la rigidez del muro:

$$R_i = \frac{E \cdot t \cdot L}{H \left(3 + 4 \left(\frac{H}{L} \right)^2 \right)} \quad (6)$$

Teniendo en cuenta la rigidez de cada muro, podemos calcular la rigidez de piso, en las dos direcciones principales X-X y Y-Y sumando las rigideces de cada muro i :

$$R_{X-X} = \sum_{i=1}^N R_{i-x} \quad (7)$$

$$R_{Y-Y} = \sum_{i=1}^N R_{i-y} \quad (8)$$

Cada una de las Figuras 12 a 15 muestra cuatro curvas, que representan la tendencia de cada uno de los resultados obtenidos de desplazamientos laterales máximos de los modelos para un número de pisos definidos (4, 7, 10 y 13 pisos), analizados con una aceleración pico efectiva y coeficientes de sitio determinados.

Si se desea utilizar cualquiera de estos gráficos para obtener el valor de la deriva en otro edificio, basta entrar con la rigidez de piso, seleccionar el gráfico con el coeficiente de sitio S que se tenga para el proyecto, encontrar la curva que coincida con el número de pisos de la edificación (o interpolar en su defecto) y leer el correspondiente valor de desplazamiento. Los mismos gráficos pueden ser utilizados para calcular una estructura que se encuentre en un lugar en donde la aceleración pico efectiva sea diferente al del gráfico: solo bastaría multiplicar por la relación entre el valor de A_a que se tenga en el sitio en consideración y el valor 0.10 considerado para la construcción de los gráficos. De esta manera, si se desea conocer el valor de desplazamiento para una estructura ubicada en la ciudad de Cali, donde $A_a = 0.25$, se debe multiplicar el valor obtenido en la gráfica por 2.5. De igual forma, se pueden correlacionar los valores de desplazamientos para cualquier valor del coeficiente de importancia I .

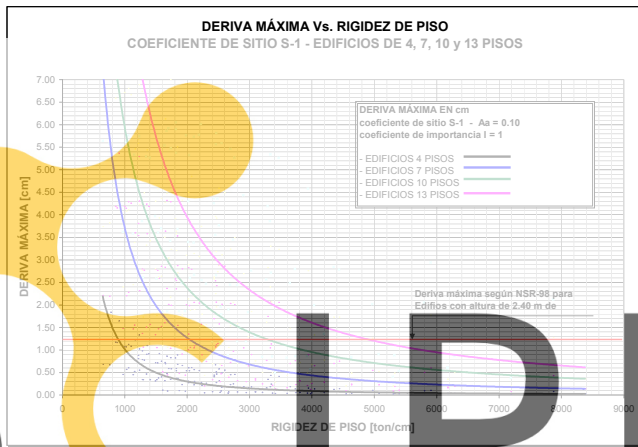


Figura 12: Deriva máxima vs. rigidez de piso con:
 $S = S-1$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

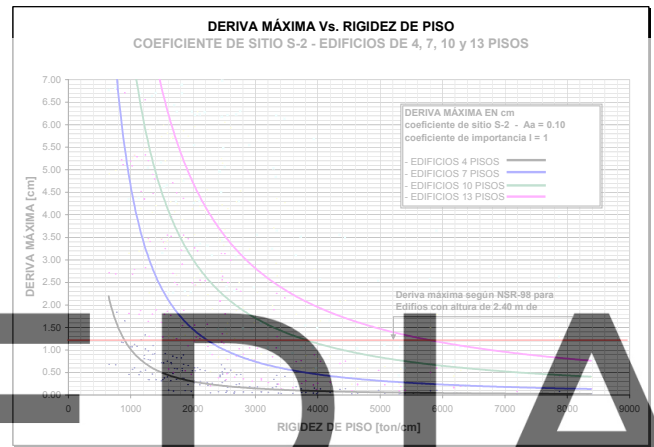


Figura 13: Deriva máxima vs. rigidez de piso con:
 $S = S-2$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

Register for free at <https://www.scipedia.com> to download the version without the watermark

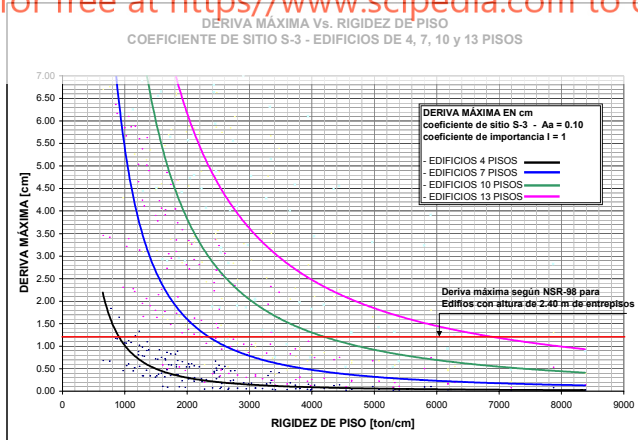


Figura 14: Deriva máxima vs. rigidez de piso con:
 $S = S-3$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

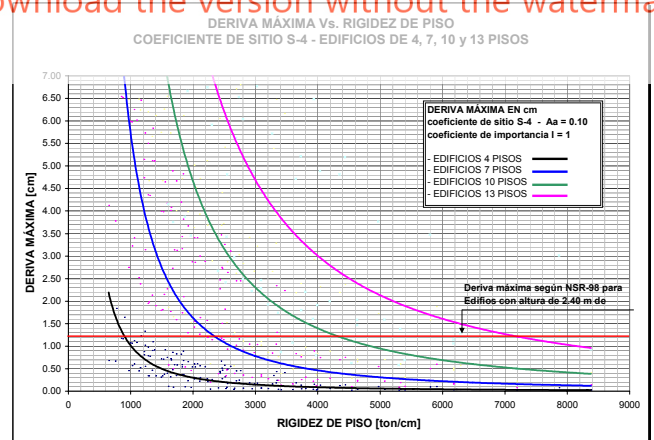


Figura 15: Deriva máxima vs. rigidez de piso con:
 $S = S-4$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

GRÁFICO DE DERIVA VERSUS ÍNDICE DE MUROS

Una manera de clasificar la cantidad de muros en una edificación es expresarla a través de la relación del área de la sección transversal de todos los muros en un sentido y el área total del piso del edificio. Este parámetro es conocido con el nombre de índice de muros $= \sum A_i / A$ (Sozen, 1989).

De igual manera que los gráficos de rigidez vs. deriva, los valores de desplazamiento máximo se correlacionaron con el índice de muros, pero multiplicado por el módulo de elasticidad de la mampostería E_m . Con el índice de muros se tiene en cuenta la cantidad y la rigidez que los muros proporcionan a la edificación, y al ser multiplicados por el módulo de elasticidad, tenemos en cuenta el material como una variable que incide indiscutiblemente en los valores finales de desplazamiento. Las Figuras 16 a 19 muestran las curvas de deriva máxima en función del índice de muros modificados como se explicó. Cada figura corresponde a un coeficiente de sitio distinto con A_a e I fijos.

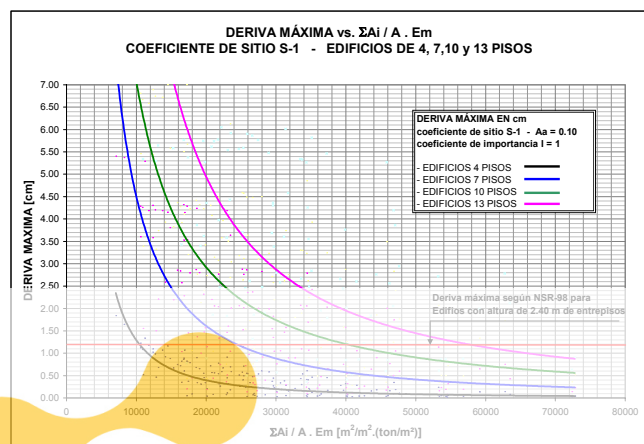


Figura 16: Deriva máxima vs. índice de muros con:
 $S = S-1$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

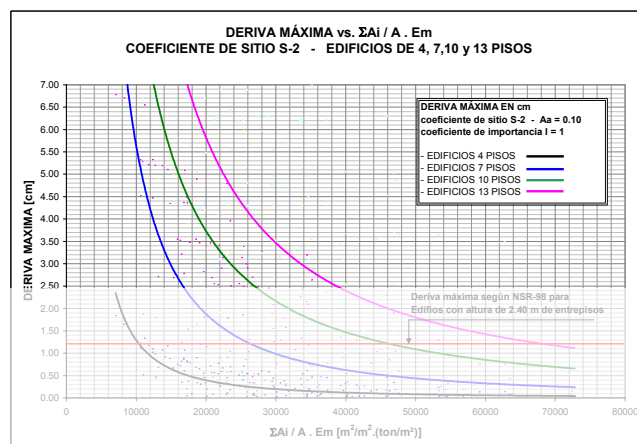


Figura 17: Deriva máxima vs. índice de muros con:
 $S = S-2$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

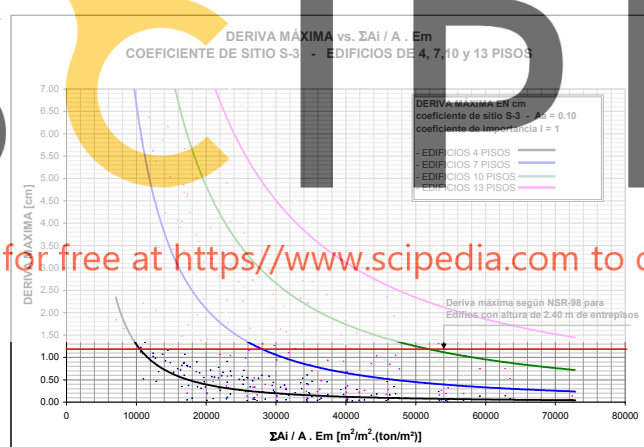


Figura 18: Deriva máxima vs. índice de muros con:
 $S = S-3$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

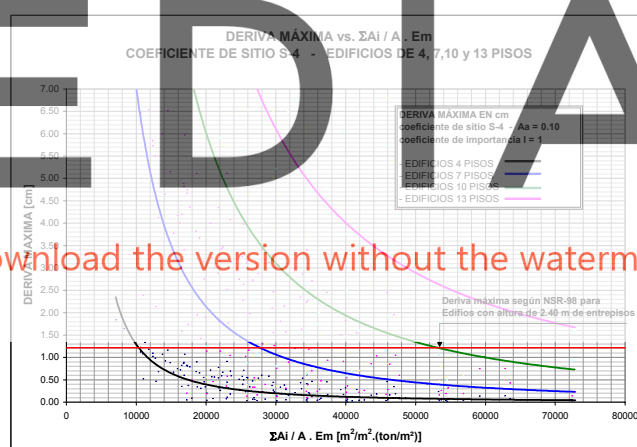


Figura 19: Deriva máxima vs. índice de muros con:
 $S = S-4$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

GRÁFICO DE DERIVA VERSUS RELACIÓN $\Sigma EI/A$

Las deflexiones laterales totales tienen dos componentes: deformación por cortante más deformación por flexión. Sin embargo, la deformación por cortante tiene gran importancia en muros en los cuales la relación de esbeltez o relación existente entre la altura del muro y su longitud (H/L) es menor a 2 (Jean y Pérez, 1999). Es decir, el efecto de la deformación del muro por flexión es importante para la mayor parte de los muros (ver Figura 20). Debido a esta circunstancia, las Figuras 21 a 24 correlacionan las derivas de piso con la sumatoria de la rigidez flexional de cada muro en cada dirección principal en planta de la edificación dividida por el área de piso, o sea la relación $\Sigma EI_i/A$. En esta relación I_i es el momento de inercia de cada muro i calculado con respecto al eje al cual se produce la flexión (eje de mayor inercia), E el módulo de elasticidad de la mampostería y A el área de piso. Como antes, en cada figura se varía S y se mantienen constantes A_a e I .

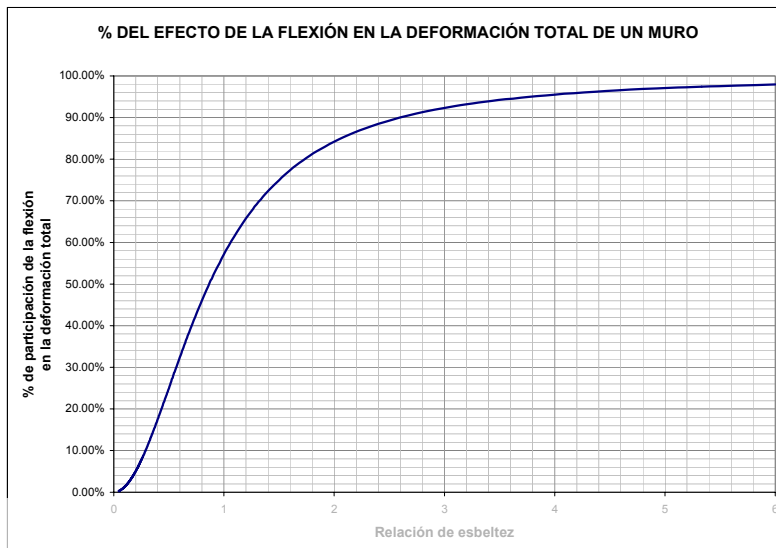


Figura 20: Efecto de la flexión en la deformación total de un muro.

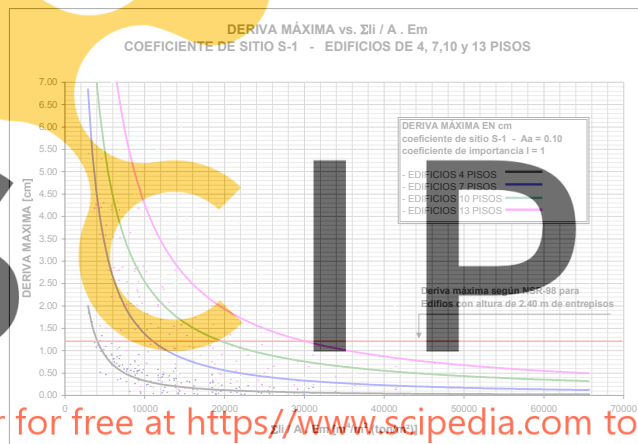


Figura 21: Deriva máxima vs. rigidez flexural con:
 $S = S-1$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

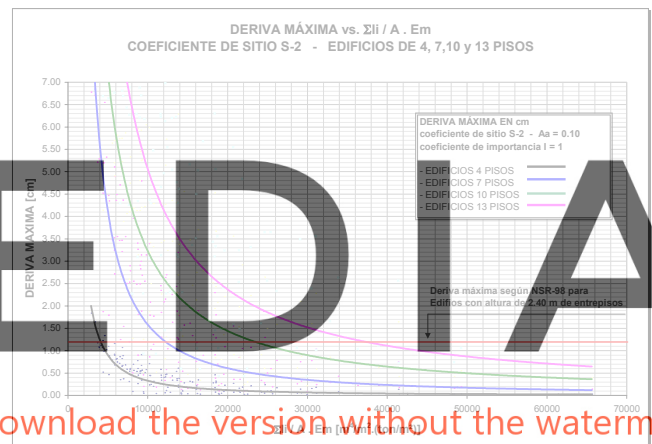


Figura 22: Deriva máxima vs. rigidez flexural con:
 $S = S-2$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

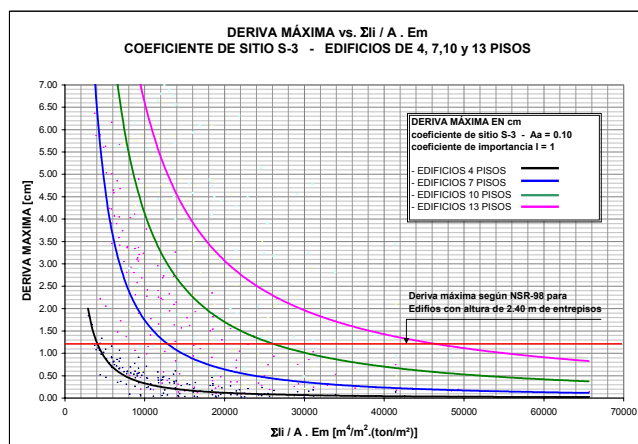


Figura 23: Deriva máxima vs. rigidez flexural con:
 $S = S-3$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

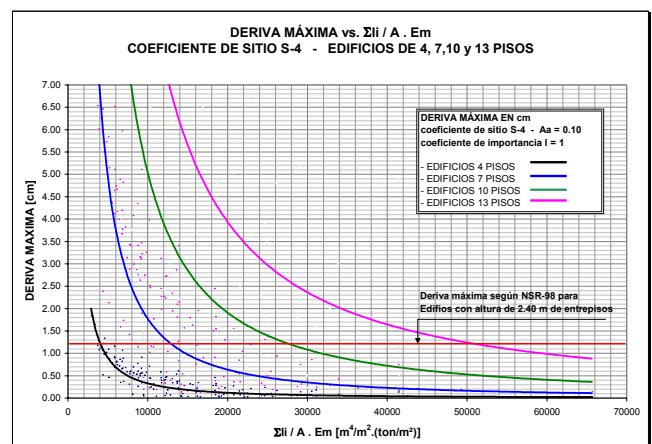


Figura 24: Deriva máxima vs. rigidez flexural con:
 $S = S-4$, $A_a = 0.10$, $I = 1$.

INCREMENTO DE LA DERIVA DEBIDO A EFECTOS TORSIONALES

Los gráficos de deriva versus distintos índices presentados anteriormente no tienen en cuenta los efectos torsionales, ya que el efecto de la torsión varía de acuerdo con la configuración en planta de cada edificación. Por esta razón, se presenta una figura adicional que correlaciona el incremento en los valores de deriva causados por los efectos de la torsión directa y la torsión accidental en la deriva total, en función de la excentricidad. La Figura 25 muestra el resultado de los porcentajes de aumento en la deriva debidos a efectos torsionales de los 288 modelos analizados en relación a la deriva ocasionada sin efectos torsionales (para cargas aplicadas sobre el centro de rigidez) en función de la excentricidad. La excentricidad está expresada en forma porcentual obtenida dividiendo la diferencia entre el centro de masa y el centro de rigidez, entre la longitud de la edificación perpendicular a la aplicación de la carga, más un 5% correspondiente a la excentricidad accidental.

Si se desea conocer la deriva total de una estructura en particular, sólo basta con ingresar al gráfico con la excentricidad correspondiente (directa y accidental), dividida entre la longitud en el mismo sentido, y obtener el correspondiente porcentaje de incremento de la deriva para una carga aplicada en dirección perpendicular a la excentricidad calculada.



Figura 25: Aumento de los valores de deriva a causa de efectos torsionales.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

De acuerdo con lo expuesto en las figuras de deriva contra rigidez, índice de muros y rigidez flexural, se puede decir que el comportamiento de los diferentes gráficos es muy similar. Se observa que la variación del coeficiente de sitio, sólo es relevante para edificios de 7 y más pisos, debido a que éstos tienen periodos de vibración más largos, para los cuales los valores de las ordenadas espectrales en los espectros de diseño usados están fuera de la meseta. En esta zona, por definición del código, los valores de aceleración espectral son afectados por el coeficiente de sitio S (véase la Figura 10).

De todas las curvas las que presentan menor variación son las de los edificios de 4 y 7 pisos. Esto es atribuido a que a medida que se crece en altura los valores de los periodos calculados con el análisis modal son mayores. Por lo tanto, si los valores de los periodos calculados de acuerdo con el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente (MFHE) y de acuerdo con el Método de Análisis Dinámico Elástico (MADE) no coinciden, se hace cada vez más crítico el ajuste de la cortante basal de los modelos, llegando incluso a obtener valores exagerados de desplazamientos horizontales. Las curvas que mejor se correlacionan son las de rigidez de piso y rigidez flexural, lo cual indica la importancia que tiene la flexión en los desplazamientos de este tipo de estructuras.

A partir de los gráficos de rigidez vs. deriva, se pueden establecer valores de rigidez necesarios para que una estructura de mampostería estructural con 2.40 m de altura de entrepisos cumpla con los requisitos de deriva según el coeficiente de sitio empleado. Estos valores se presentan en forma gráfica en las Figuras 26 a 29 en función de la aceleración pico efectiva. Cada figura corresponde a un determinado valor de S con $I=1$.

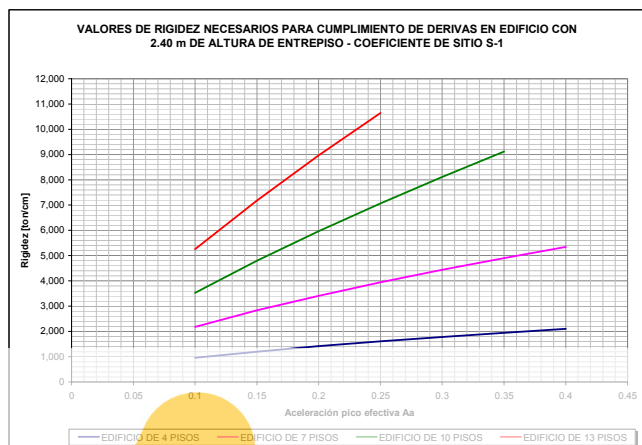


Figura 26: Rigidez mínima para el cumplimiento de derivas para diferentes valores de A_a con: $S = S-1$, $I = 1$.

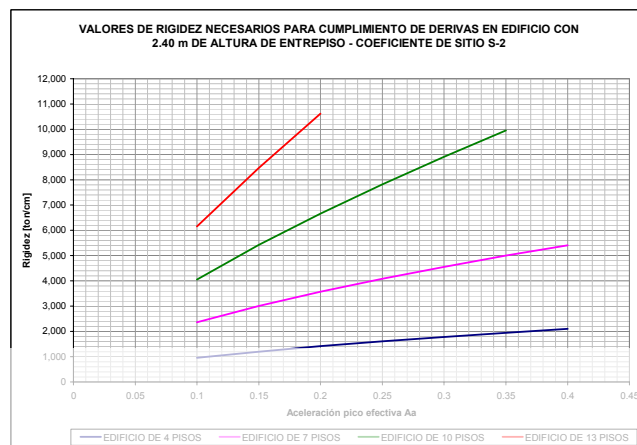


Figura 27: Rigidez mínima para el cumplimiento de derivas para diferentes valores de A_a con: $S = S-2$, $I = 1$.

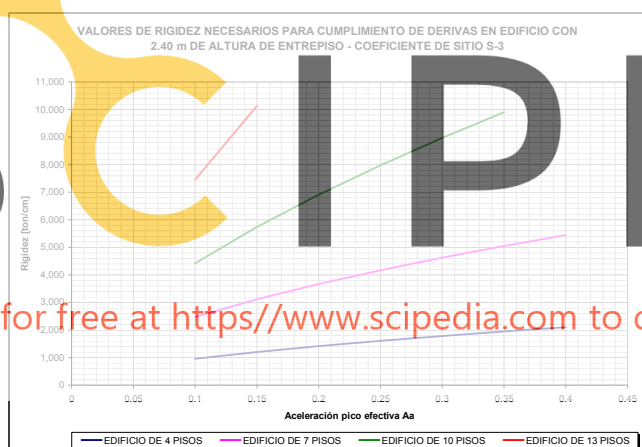


Figura 28: Rigidez mínima para el cumplimiento de derivas para diferentes valores de A_a con: $S = S-3$, $I = 1$.

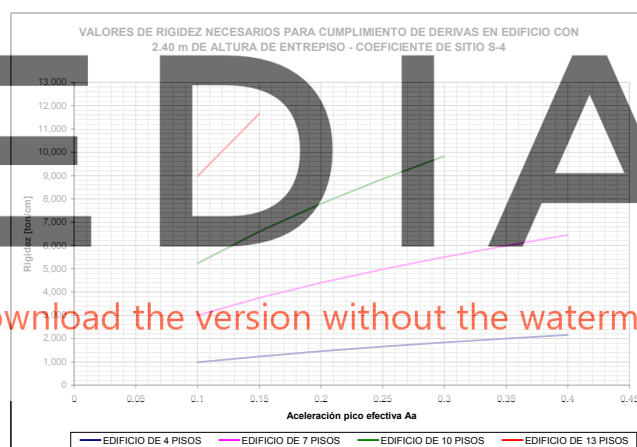


Figura 29: Rigidez mínima para el cumplimiento de derivas para diferentes valores de A_a con: $S = S-4$, $I = 1$.

Se puede observar que a medida que los valores de aceleración pico efectiva aumentan, el valor de la rigidez de piso requerido aumenta de manera significativa. Los edificios con alturas entre 10 y 13 pisos se ven muy influenciados por el efecto del tipo de suelo, ya que para dichos modelos los valores de sus periodos se incrementan, encontrándose en la región del espectro influenciado por el coeficiente de sitio. La influencia del coeficiente de sitio sobre los modelos con 7 y más pisos se pueden observar en la Figura 30. De este gráfico podemos observar que los edificios de 10 y más pisos requieren de una gran rigidez para satisfacer los requisitos de deriva en zonas de amenaza sísmica alta, es decir cuando los valores de A_a son superiores a 0.20. Una alternativa para suplir la falta de rigidez del sistema es el reemplazo por, o la incorporación de algunos muros de concreto reforzado, o considerar acoplamiento de muros para alcanzar la rigidez necesaria para cumplir con la norma.

VARIACIÓN DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN

Entre las metodologías reconocidas por la Norma NSR-98 para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño para el análisis de una estructura, se encuentra el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente.

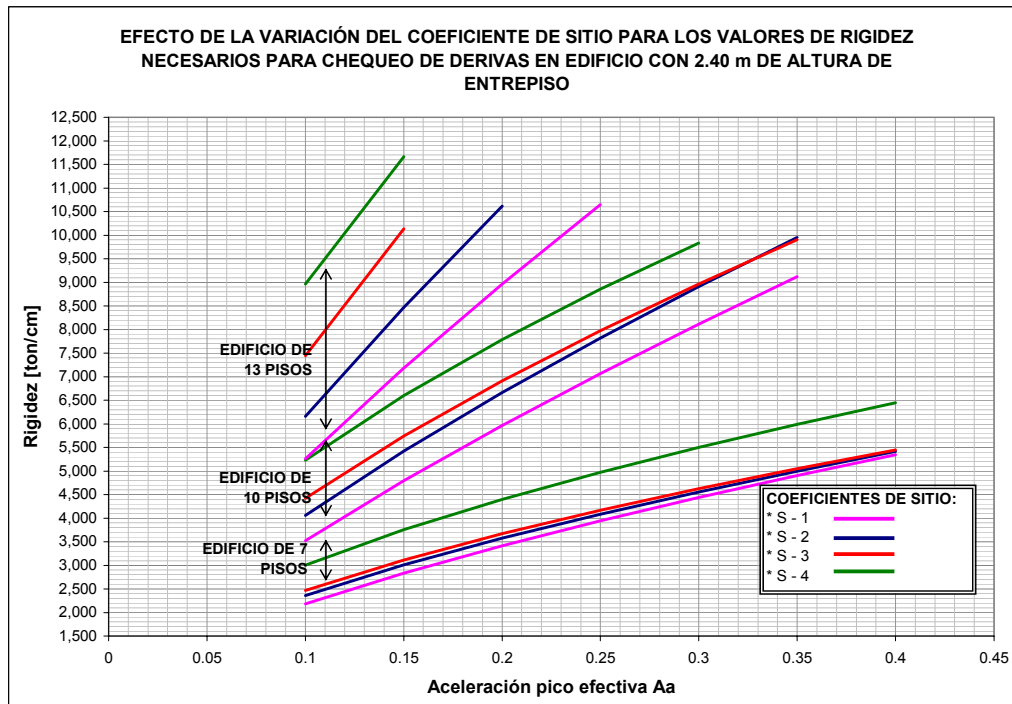


Figura 30: Efecto del coeficiente de sitio sobre edificios de 7, 10 y 13 pisos en la deriva.

Entre los parámetros necesarios para la determinación de las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes se encuentra el Periodo Fundamental de la edificación, el cual según el Capítulo A.4 de la Norma (NSR-98, 1997) debe obtenerse a partir de las propiedades del sistema de resistencia sísmica de acuerdo con los principios de la dinámica estructural. Sin embargo, la norma simplifica el trabajo del diseñador estructural al permitir alternatively el uso de una simple ecuación para su determinación:

$$T_a = C_t \cdot h_n^{3/4} \quad (\text{A.4-2 NSR-98}) \quad (9)$$

Esta ecuación determina un periodo de vibración aproximado en función del sistema estructural (C_t) y de la altura de la edificación en metros (h_n); usualmente este valor es demasiado conservador y obliga al ingeniero diseñador a aplicarle al modelo de la estructura una fuerza sísmica en algunos casos considerablemente mayor.

De acuerdo a la norma, C_t toma los siguientes valores:

$C_t = 0.08$ para pórticos de concreto reforzado y para pórticos de acero estructural.

$C_t = 0.09$ para pórticos resistentes a momento de acero estructural.

$C_t = 0.05$ para el sistema de muros portantes de mampostería (Schneider y Dickey, 1993).

Alternativamente, el valor de C_t para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural puede calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (\text{A.4-3 NSR-98}) \quad (10)$$

El valor de A_c puede calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$A_c = \sum \left(A_e \left[0.2 + \left(\frac{D_e}{h_n} \right)^2 \right] \right) \quad (\text{A.4-4 NSR-98}) \quad (11)$$

donde D_e es la longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural en el primer nivel de la estructura y en la dirección bajo estudio y A_e es el área mínima de cortante de la sección de un muro estructural, medida en plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección bajo estudio en m^2 . El valor de D_e/h_n no puede exceder 0.90.

El valor de A_c puede calcularse para cada dirección principal de la edificación de acuerdo a la ecuación (11); al reemplazar el valor de A_c en la ecuación (10) se obtienen dos valores de C_i y al reemplazarlos en la ecuación (9) se puede determinar un valor de período de la estructura para cada una de las dos direcciones principales en planta de la edificación. El mayor de los dos valores corresponde al sentido en el que la estructura es más débil y el segundo en el que la estructura es más rígida. Se analizaron y compararon entre sí los resultados del primer y segundo modo de vibración obtenidos a partir de un análisis dinámico elástico junto con los valores de períodos calculados con el análisis simplificado para cada dirección principal, correlacionados con la relación Rigidez de piso / Área de piso (R/A) en ton/m^2 . Los valores de los períodos de vibración para el primer modo se compararon con el mayor de los períodos calculados según el análisis simplificado y los valores del segundo modo de vibración calculados con el análisis dinámico se compararon con el menor de los valores de períodos calculados según la ecuación (9).

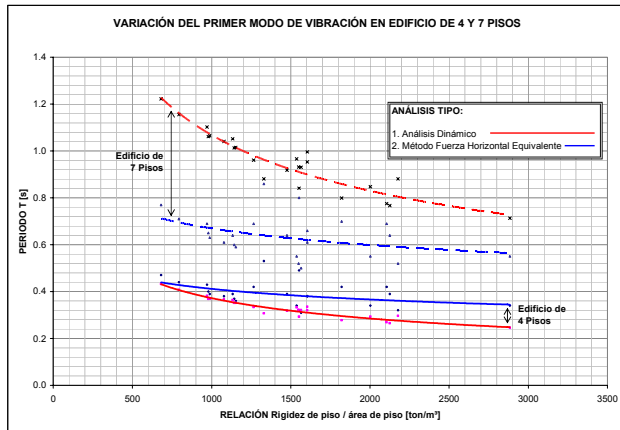


Figura 31: Variación del primer modo de vibración en edificios de 4 y 7 pisos.

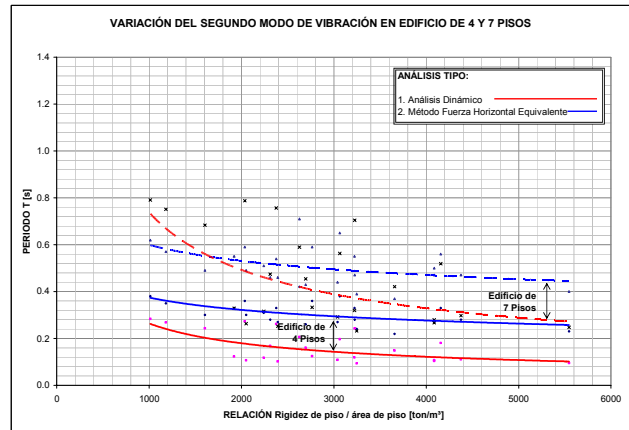


Figura 32: Variación del segundo modo de vibración en edificios de 4 y 7 pisos.

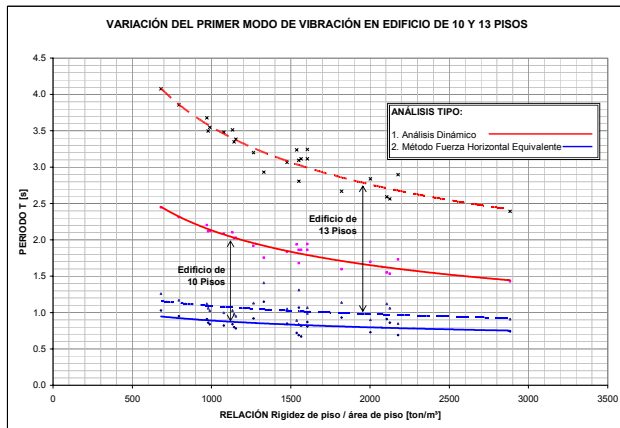


Figura 33: Variación del primer modo de vibración en edificios de 10 y 13 pisos.

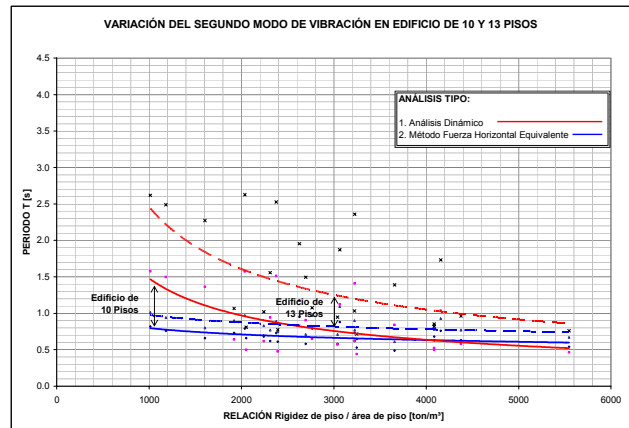


Figura 34: Variación del segundo modo de vibración en edificios de 10 y 13 pisos.

En las figuras de edificios de 4 pisos, los períodos calculados con los dos análisis no muestran una gran variación, siendo en general, menores los valores de los períodos del análisis dinámico. Para edificios de 7 pisos existen variaciones significativas en estructuras que cuentan con poca rigidez para el primer modo, observándose un aumento en el período fundamental, mientras que para el segundo modo, los valores de los períodos conservan la tendencia a mantenerse más bajos que los períodos calculados con la fuerza horizontal equivalente para el sentido más fuerte de la estructura. Debe tenerse presente que por “segundo modo” se entiende el modo fundamental en una dirección ortogonal a la del “primer modo”.

Para los edificios de 10 y 13 pisos la variación entre los resultados de los dos tipos de análisis aumenta. En general para los edificios de 4 pisos el período hallado según el método de la fuerza horizontal equivalente son un poco mayores a los del análisis dinámico, lo cual demuestra la gran rigidez del sistema en edificios con poca altura. A medida que los edificios aumentan en altura, los períodos naturales según el análisis dinámico aumentan, encontrándose diferencias de hasta dos y cuatro veces en el período calculado con el análisis modal para edificios de 10 y 13 pisos con respecto al calculado según las fórmulas simplificadas de la norma. De acuerdo a lo anterior, los valores para los períodos proporcionados según el método de la fuerza horizontal equivalente son bastante conservadores en comparación con los obtenidos para los modelos de edificios de 10 y 13 pisos, lo cual implica que con esta metodología, las fuerzas sísmicas de diseño a los que se están sometiendo las estructuras, son significativamente mayores de lo que realmente tomarían al verse sometidas al sismo de diseño.

Se observa además que se presenta una mayor variación en los segundos modos de vibración calculados con el análisis dinámico, comparado con los períodos calculados según el análisis simplificado para el período de vibración de menor valor. Dicha variación radica en que en el método de la fuerza horizontal equivalente para el cálculo de los períodos de vibración, no incluye el efecto de la estructura en la otra dirección bajo estudio, aunque en general el comportamiento de las curvas tiene la misma tendencia que los valores calculados para el primer modo.

Se realizó además una variación de la rigidez de piso hasta de un 40% en altura, disminuyendo el espesor de los muros de los últimos niveles, pero conservando la distribución de los muros en planta. Para esta condición se encontró que los valores de la deriva y de los períodos de vibración no aumentan considerablemente en comparación a una estructura que mantiene el mismo espesor en los muros desde la base hasta el último nivel. Lo anterior se atribuye a que a pesar de haber una pérdida en la rigidez, ésta se compensa con una pérdida significativa de masa, lo cual implica tener una menor carga sísmica. No se tuvo en cuenta las pérdidas de rigidez debidas a la reducción de la cantidad de muros estructurales, como es el caso de de altillos o pisos con pent-house con distribuciones distintas a las del piso tipo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Existe una relación entre los valores de desplazamiento horizontal y las propiedades geométricas y mecánicas de las estructuras de muros portantes de mampostería estructural, lo cual hace posible la realización de gráficos que correlacionen parámetros básicos de la edificación con las derivas de piso. Este tipo de estructuras básicamente se utiliza para la construcción de edificios de vivienda con una distribución estructural similar en todos los casos, producto de la modulación requerida en la mampostería, lo que hace posible aplicar los gráficos en diferentes proyectos de este tipo.

El sistema constructivo ha demostrado tener la rigidez suficiente y necesaria para satisfacer los requisitos de deriva impuestos por la NSR-98 en edificios con alturas entre los 4 y 7 pisos en todas las zonas de amenaza sísmica. Edificios con alturas de alrededor de 10 pisos y ubicadas en zonas de amenaza sísmica con un A_a superior a 0.25, requieren de gran rigidez para satisfacer los requisitos impuestos por el código, con lo que el sólo empleo de este sistema constructivo se hace insuficiente, y puede llegar a emplearse la inclusión de muros de concreto reforzado para satisfacer la norma. Para edificios con más de 10 pisos, es casi imposible satisfacer los requisitos que exige la norma en zonas de amenaza sísmica alta.

Se recomienda el uso del análisis dinámico para edificios con alturas mayores a los 7 pisos, para hallar valores mas precisos de las cargas horizontales a las que estaría sometida la estructura. La variación de los períodos de vibración calculados con el análisis dinámico y el método de la fuerza horizontal equivalente mostraron una gran variación, a tal punto de encontrar estructuras con períodos de hasta 4 veces el período de la estructura que predice el análisis modal en relación al calculado con el análisis simplificado. El diseñar una estructura con un período bajo significa diseñarla con un valor de aceleración espectral mayor, y por ende, se obtienen cargas sísmicas altas, que en realidad no tomaría la estructura al estar sometida al espectro de diseño del código.

REFERENCIAS

- Computers & Structures (2002). *ETABS User Interface Reference Manual*, Berkeley, California, USA.
- ICPC (2003). *Métodos de análisis - Mampostería de Concreto*, Instituto Colombiano de Productores de Cemento, Medellín, Colombia.
- Jean, R. y Pérez, J. A. (1999). *Análisis y Revisión de Estructuras de Mampostería*, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), México, D.F.
- Ladrillera Santa Fé (2001). *Ayudas para el Diseño de los Edificios de Muros Portantes de Mampostería Estructural*, Ladrillera Santa Fé, Bogotá D.C., Colombia.
- NSR-98 (1997). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente*, Ley 400 de 1997, AIS – Asociación de Ingeniería Sísmica, Bogotá D.C., Colombia.
- Schneider, R. y Dickey, W. (1993). *Reinforced Masonry Design*, Prentice Hall, 3rd Edition.
- Sozen, M. A. (1989). “The Chilean formula for earthquake resistant design of medium-rise reinforced concrete structures”. *5th Chilean Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.